

落石覆工屋根上への落石による衝撃荷重特性について

IMPULSIVE LOADING PROPERTIES BY FALLING STONES ON ROCK-SHEDS

吉田 博*・梶谷 浩**・岡 衛***

By Hiroshi YOSHIDA, Hiroshi MASUYA and Mamoru OKA

For the examination of properties of impulsive load due to falling rocks and dynamic behavior of rock-shed, rock falling tests have been done using a full-scale rock-shed roof model of prestressed concrete.

From the investigation on experimental results and dynamic analysis by the finite element method, it is known that the impulsive load has to be evaluated by the integrated earth pressure of sand cushion over the rock-shed. Then the impulsive load is modeled using a mass of rock and a falling height. Numerical calculations have been carried out using this model load and the design impulsive coefficient for concrete rock-shed roofs has been proposed.

1. ま え が き

山岳部の多いわが国では、雪崩、崩落土砂、落石等による交通障害を防止し、人命を守るために多くの覆工が設けられている。これらの覆工の中でも落石を対象とした覆工は、対象とする荷重が他のものに比べてきわめて大きく、落石による衝撃力の大きさの推定とその特性を明確にすることが設計上重要である。落石による衝撃力に関しては、鋼材倶楽部の実験以来¹⁾、多くの実験的研究^{2)~9)}が成されてきており、その大きさの推定に対する努力が成されてきた。しかし、落石による衝撃力が覆工に及ぼす動的影響については、吉田らの研究³⁾以外に見当たらないようである。

落石覆工に作用する衝撃力特性を明確にすることは、橋梁構造物に対する自動車荷重の場合と同様に重要であると考えられる。橋梁構造物においては、その荷重の大きさおよび荷重が及ぼす動的影響についてきわめて多くの研究が成されてきており、設計における荷重の取扱いが確立されていると思われる。しかし、同じ道路構造物

でありながら、落石覆工に対しては、落石による衝撃力とその構造物に及ぼす動的影響については、設計の段階で明確に考慮されていないのが現状である¹⁰⁾。

本研究においては、金沢大学落石実験場⁹⁾の鉄塔内に落石覆工の屋根のみを製作し、その上にサンドクッション材として山砂を敷き、その上へ各種の重錘を落下させて、重錘の衝撃加速度、サンドクッション底の土圧、覆工屋根のひずみおよびたわみの測定を行い、落石の衝撃力特性および覆工屋根の挙動を実験的に明らかにする。また、落石による測定衝撃加速度より得られた衝撃力およびサンドクッション底で測定された土圧より得られる衝撃力を用いて動的応答解析を行い、土圧より得られる衝撃力によるものが実験結果とよく一致することを示す。次に、落石の衝撃荷重をモデル化し、動的応答解析からそのモデル化の妥当性を示し、モデル化された衝撃荷重を用いて、一般に落石覆工に用いられる各種の覆工屋根の動的挙動を解析し、設計のための衝撃係数の提案を行う。

2. 覆工屋根上への落石実験

(1) 実験方法

a) 供試体

実験に用いた覆工屋根供試体は、幅4.0m、長さ6.6

* 正会員 工博 金沢大学教授 工学部土木工学科
(〒920 金沢市小立野2-40-20)

** 正会員 工修 金沢大学助手 工学部土木工学科(同上)

*** 正会員 工修 技師 (株)奥村組晴海工事所

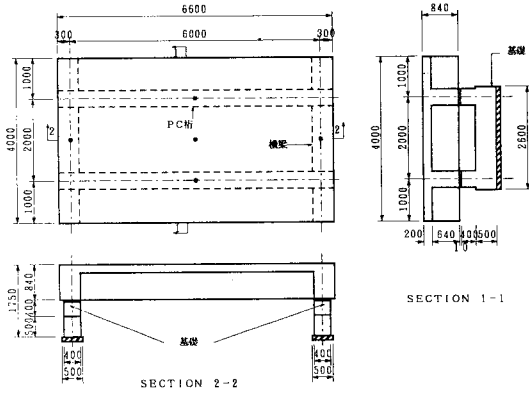


Fig. 1 Prestressed concrete rock-shed roof.

mで、その断面は実際の落石覆工に使用される規模のものである (Fig. 1)。供試体は、プレテンション方式のプレストレストコンクリート主桁 2本と、その上にジベルを介して主桁と一体化された鉄筋コンクリートのスラブから成っている。主桁は幅 40 cm、高さ 64 cm の長方形断面であり、スラブは厚さ 20 cm である。また、供試体の両端には幅 50 cm、高さ 64 cm の横桁が設けられている。供試体はスパン長 6.0 m で、幅 40 cm、長さ 260 cm の基礎コンクリート上に単純支持した (Fig. 1)。なお、供試体は質量 3 000 kg の重錘を、後述するサンドクッション上へ、高さ 20 m から落下させた場合でも、弾性的挙動を示すように設計した。

供試体には、スパン中点およびこれより両端へ 1.5 m 隔てた 3 断面の Fig. 2 に示す位置に、ひずみ測定用のモールドゲージ (東京測器製 PML-60) を埋め込んだ。また、Fig. 1 の黒丸で示される支点間上の 2 か所、主桁スパン中央点 2 か所、スラブ中央 1 か所の計 5 か所に高精度変位計 (東京測器製 CDP-10, CDP-25) を設置し、たわみの測定を行えるようにした。

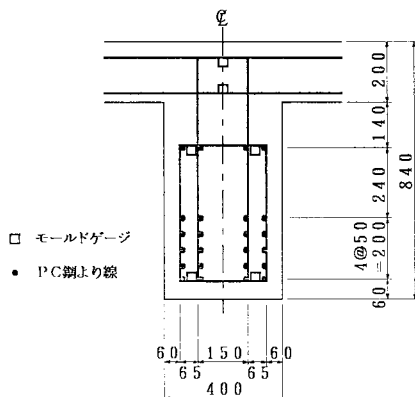


Fig. 2 Locations of strain gauges.

主桁のコンクリートの 28 日材令圧縮強度は $\sigma_u = 600$ kgf/cm² (59 MPa)、ヤング率は $E = 3.8 \times 10^5$ kgf/cm² (3.7×10^4 MPa) であり、スラブのコンクリートでは、それぞれ、 $\sigma_u = 440$ kgf/cm² (43 MPa) および $E = 3.3 \times 10^5$ kgf/cm² (3.2×10^4 MPa) であった。

b) 実験設備および装置

使用した実験設備および装置は文献 9) とほぼ同様であるが、文献 9) では、コンクリート舗装上のサンドクッション上への落石実験であったのに対し、本実験は覆工屋根上のサンドクッション上への落石実験である。供試体中央に鋼製形枠を組み立て、幅 4 m × 5 m、高さ 1.5 m の土槽に文献 9) に使用したものと同一の山砂を投入してサンドクッション材とした。

重錘はこれまでの実験結果^{8), 9)}より、重錘の衝撃加速度に与える形状効果が最も相違すると考えられる底面が球面の一部をなすもの (以下、球底とよぶ) と底面が平面のもの (以下、平底とよぶ) の 2 種を用いた。なお、球底の重錘としては質量が 300 kg、1 000 kg および 3 000 kg の 3 種を用い、平底の重錘としては質量 1 000 kg のもののみを用いた。その詳細は、文献 9) を参照されたい。サンドクッション材の厚さは、重錘の質量が 300 kg および 1 000 kg のものについては 90 cm とし、3 000 kg のものに対しては 120 cm とした。

c) 測定項目および測定方法

測定項目としては、

- (i) 重錘に取り付けた加速度計による鉛直方向および水平直角 2 方向の計 3 方向の衝撃加速度、
- (ii) サンドクッション底面に、落下点中心およびそれより 30 cm 間隔に 120 cm まで配置された計 5 個の土

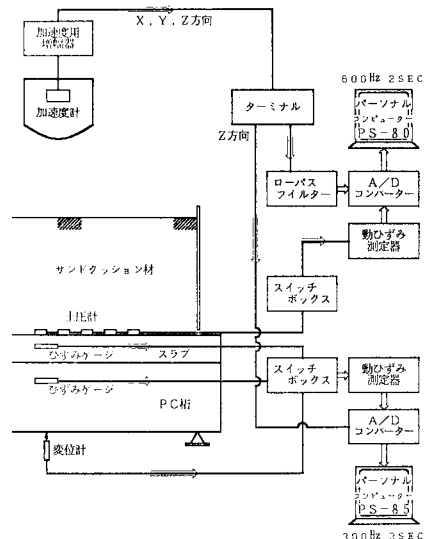


Fig. 3 Measuring system.

圧計による土圧の時間的変化,

(iii) 供試体の主桁およびスラブ内に埋め込まれたひずみゲージによる動的ひずみ, および,

(iv) 変位計による主桁およびスラブ中心点のたわみである.

これらの測定項目に対する測定システムを Fig. 3 に示す.

(2) 実験結果

落石の衝撃力の評価方法としては, 次の2つの考え方がある.

(i) 重錘の落下時における衝撃加速度より, 重錘が受ける衝撃力を求め, これを覆工に作用する衝撃力とする. この考え方は, 従来のほとんどの研究で用いられてきたものである.

(ii) サンドクッション底で得られる衝撃土圧を作用域について積分したものを衝撃力とする⁹⁾.

上記の2つの衝撃力のうち, 直接覆工が受ける衝撃力は後者であり, 文献9) で示したように, これは実験から得られた各時間ごとの各点の土圧を半径方向に補間し, その土圧分布が落下点を通る鉛直軸に関して軸対称であると仮定して, これを軸回りに積分して求めるものである.

Fig. 4 は, 質量3000 kg の球底の重錘を高さ15 m から落下させたときに発生する, 重錘の測定衝撃加速度から求まる衝撃力と土圧を積分して求められた衝撃力の時間的変化を示したものである. 実線で示される土圧による衝撃力は, 破線で示される衝撃加速度による衝撃力の立ち上がりからおよそ20 ms 遅れて発生し, その波形は明瞭な2つのピークを有する衝撃加速度による衝撃力の波形に比べ単調であることがわかる.

上記の場合のほかに, 底面形状, 重錘質量および落下高さを変えて, 土圧による衝撃力を求めたが, それらの波形は, Table 1 に示すように分類することができる. 表には, 各波形パターンに対し, それが多くみられる重錘の条件が示されているが, 同一の底面形状, 重錘質量および落下高さの場合でも他のパターンに属する場合も

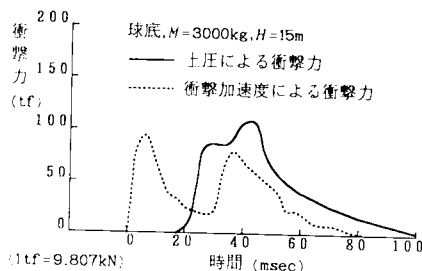


Fig. 4 Impulsive load of falling mass and integrated earth pressure.

Table 1 Patterns of impulsive earth pressure.

	波形パターン	波形の特徴	多く見られる重錘条件
A		ピークが一つであり, ピークの前段で単調増加, 単調減少する波形	球底, 3000 kg
B		ピークの継続時間が長く, 台形のような波形	球底, 1000 kg
C		ピークが2つあり, 最初のピークが後者より大きい波形	平底, 1000 kg
D		ピークが2つあり, 両者がほぼ等しい波形	球底, 1000 kg
E		ピークが2つあり, 2番目のピークが最初のピークより大きい波形	球底, 1000 kg 球底, 3000 kg
F		ピークに達した後, 緩やかに減少する四角形に近い波形	全てにおいて見られる

ある. これはサンドクッション材の状態や衝突時の重錘の傾きに影響されるためと思われる.

質量3000 kg の球底の重錘を高さ15 m から落下させたとき (その衝撃波形を Fig. 4 に示した) の, 覆工屋根中央点の実測たわみの波形を Fig. 5 に示す. たわみは, 土圧による衝撃力の発生とともに立ち上がり, 1つの大きなピークを示した後に, 不規則な小さい振幅を含む振動を示し, 減衰していくことがわかる. 大きな半波長の後の不規則な振動は, 大きな衝撃力による支承用基礎コンクリート下の地盤の振動に起因しているものと思われる.

実測ひずみも, たわみの場合と同様に, 土圧による衝撃力の発生とともに立ち上がり, 1つの大きなピークを示すが, その後に不明瞭ながらも振幅の小さい自由減衰振動を示している.

減衰振動部分について周波数分析を行った結果, 覆工屋根の一次の固有振動数は約13 Hzであった. また, 減

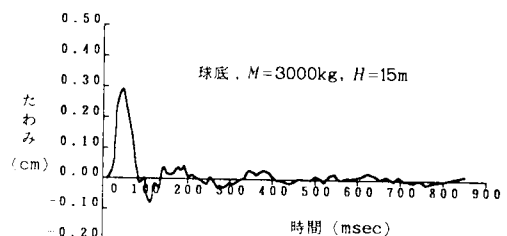


Fig. 5 Deflection at center of slab plate.

衰比として0.08が得られた。これは、サンドクッション厚が120 cmに対するものであるが、サンドクッション厚が90 cmの場合には、一次の固有振動数として約15 Hz、減衰比として0.09が得られた。

3. 動的応答解析および実験結果との比較

(1) 解析方法

本研究の対象である覆工屋根は、プレテンションングPC桁の上に現場で鉄筋コンクリートスラブを打設し、一体化したものである。そこで本解析では、覆工屋根を補剛桁を有するスラブ、すなわち補剛板として有限要素法により解析した。すなわち、鉄筋コンクリートスラブには長方形曲げ要素を、PC桁にははり要素を用いてモデル化し、解析を行った。

解析には次のような仮定を用いた。

- (i) 補剛桁と板は節点において剛結されているものとする。
- (ii) 板については、面内変形を無視し、面外変形のみを考慮する。
- (iii) 補剛桁には、その強軸曲げ剛性とサンプナンのねじり剛性を考慮し、弱軸曲げ剛性と反り剛性を無視する。

仮定(i)は、板とはりの接合部における板の曲げ要素の節点とはり要素の節点で、たわみとたわみ角を一致させることであり、要素分割数が極端に少なくなければ、妥当なものと思われる。補剛板では、板の面内変形と面外変形が連成してくるが、一般に変形が微小であれば、面外変形に及ぼす面内変形の影響が小さいので、仮定(ii)を用いた。また、仮定(iii)において、弱軸曲げ剛性を無視するという事は、仮定(ii)によるものであり、その影響は小さいものと仮定した。また充実断面では、一般にサンプナンのねじり剛性に比べ反り剛性の影響は小さいため、これを無視した。

構造物の運動方程式は、一般に次のように表わされる¹¹⁾。

$$[M]\ddot{u} + [C]\dot{u} + [K]u = \{R\} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 $[M]$ は質量マトリックス、 $[C]$ は減衰マトリックス、 $[K]$ は剛性マトリックス、 u は変位ベクトル、 $\{R\}$ は外力ベクトルであり、 $\dot{}$ は時間 t に関する微分を表わす。

固有振動数と固有モードは、式(1)の左辺第2項 $[C]\dot{u}$ を無視し、サブスペース法により求めた。次に、得られた固有ベクトルに関する重ね合せを行い、Wilsonの θ 法により構造物の応答を求めた^{11)~14)}。

なお、減衰としては、次式で表わされるRayleigh減衰

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \dots \dots \dots (2)$$

を用いた。ここに、 α と β は減衰比より決定される定数であり、Wilsonの方法¹²⁾により求めた。

(2) 解析結果

a) 自由振動解析

Fig. 6に示す有限要素分割を用いた自由振動解析により得られた固有振動数とモードを、サンドクッション厚が90 cmの場合および120 cmの場合について、それぞれ、Fig. 7(a)および(b)に示す。計算に用いた密度は、コンクリートに対して2.5 g/cm³、サンドクッションに対して1.8 g/cm³である。なお、後の応答計算に用いるモードは、荷重が衝撃荷重であることを考慮し、20次までを使用している。

実測ひずみ波形から得られた一次の固有振動数と計算値との違いの原因としては、覆工屋根供試体の支承用基礎コンクリート下の地盤が比較的軟弱で、これによる地盤振動の影響が考えられるが、明確ではない。サンドクッション厚が120 cmの場合には、サンドクッション厚が90 cmの場合に比べ、各振動数とも約10%低くなっている。各振動数に対するモードの両者における違いは認め

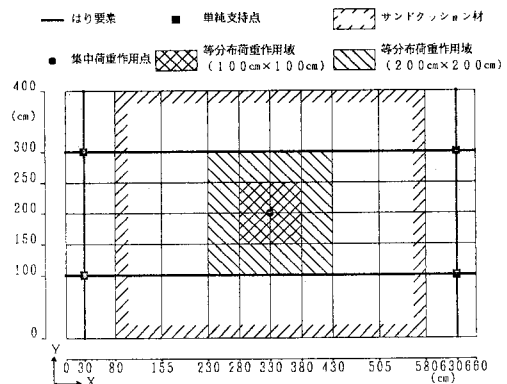


Fig. 6 Division of finite elements and locations of loads.

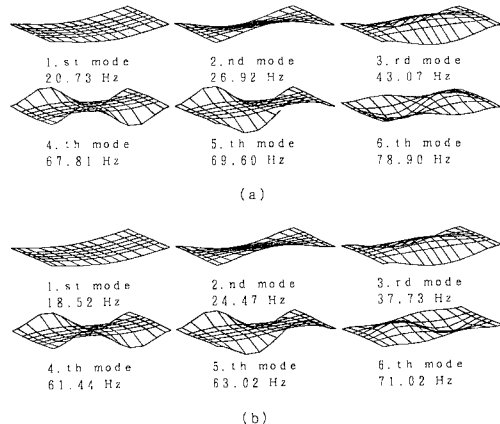


Fig. 7 Natural frequencies and modes.

られず、両者とも PC 桁と横ばりにより拘束されたモードが認められる。

b) 動的応答計算

落石の衝撃力の評価方法としては、先に述べたように、重錘に生ずる加速度による衝撃力とサンドクッション底で得られる衝撃土圧によるものの2つの考え方がある。

サンドクッション底での衝撃土圧は、落下点下で最初に発生し、落下点下より離れるに従い、時間的に遅れて発生する。また、その最大値は、落下点下で最大であり、半径方向に次第に減少する⁹⁾。このように、時間的に変化する複雑な土圧分布を、Fig. 6 に示すように、解析では集中荷重あるいは等分布荷重で表わすことにした。

また、重錘の加速度による衝撃荷重は集中荷重として扱うことにした。すなわち、衝撃荷重として、次の4種の荷重を想定し、それらに対する応答を検討してみた。

Case 1: 土圧による衝撃力を落下点に、集中荷重として作用させる。

Case 2: 土圧による衝撃力を落下点を中心に、100 cm × 100 cm の正方形の領域に等分布荷重として作用させる。

Case 3: 土圧による衝撃力を落下点を中心に、200 cm × 200 cm の正方形の領域に等分布荷重として作用させる。

Case 4: 重錘の加速度による衝撃力を落下点に、集中荷重として作用させる。

Fig. 8 は、質量 3000 kg の球底の重錘を、高さ 15 m より落下させた場合の、覆工屋根中央点におけるたわみの応答を示したものである。この場合の重錘の加速度による衝撃力と土圧による衝撃力の時間的変化は、Fig. 4 に示したものである。Fig. 8 において、太い実線は土圧による衝撃力を集中荷重として作用させた場合 (Case 1)、細い実線は重錘の加速度による衝撃力を集中荷重として作用させた場合 (Case 4)、細い破線と太い破線は、

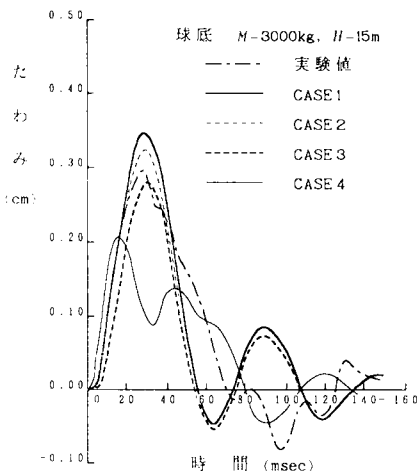


Fig. 8 Comparison of deflections (sphere bottom, 3000 kg).

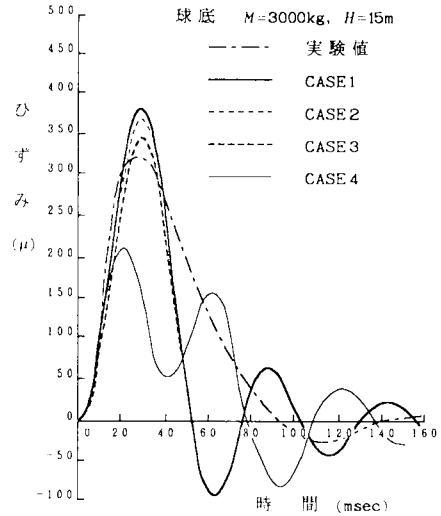


Fig. 9 Comparison of strains (sphere bottom, 3000 kg).

土圧による衝撃力を、それぞれ 100 cm × 100 cm および 200 cm × 200 cm の範囲に等分布荷重として作用させた場合 (Case 2, 3) の解析値を、一点鎖線は実測値を表わしている。

実測波形は1つの大きなピークを有する単調な波形であるのに対し、Case 4 に対する解析値では、荷重として用いた Fig. 4 に示した重錘加速度による衝撃力波形と同様に、2つのピークを有する波形であり、その最大値は、実測値よりかなり小さくなっている。それに対して、土圧による衝撃力を用いた Case 1, 2 および 3 に対する解析値では、実測値の傾向とよく合っている。この場合、たわみの最大値では、Case 2 および 3 が実測値に近いといえる。

Fig. 9 は、Fig. 8 と同一条件下での PC 桁のスパン中点の下端より 6 cm の位置での軸方向ひずみの波形を示したものである。図中には、Fig. 8 と同様に、実測値と Case 1, 2, 3 および 4 に対する解析値が示してある。

ひずみの実測波形は、たわみの場合と同様に単調な波形であり、Case 4 以外の荷重条件に対する解析結果も、たわみの場合と同様に単調な波形である。この場合、ひずみの最大値では Case 3 が実測値に近いといえる。

Fig. 10 は、質量 1000 kg の平底の重錘を高さ 10 m より落下させた場合の衝撃力の時間的変化を示したものである。重錘の加速度による衝撃力は、鋭く立ち上がり、大きなピークを示し、急速に減衰した後、最初のピークより小さい第2のピークを示し、再び緩やかに減衰している。しかし、土圧による衝撃力は、前者のように鋭い、大きなピークは示さず、単調な波形である。これは、文献9)でのコンクリート舗装上での実験結果で得られた傾向と同じである。Fig. 11 は、この場合の PC 桁のス

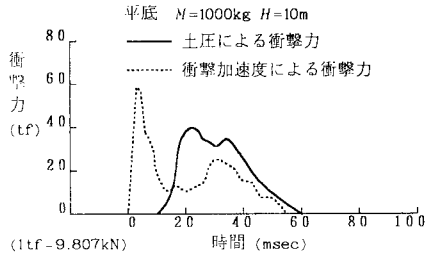


Fig. 10 Impulsive load and earth pressure (flat bottom, 1000 kg).

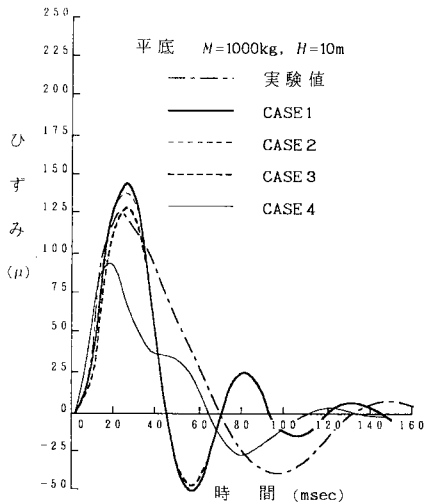


Fig. 11 Comparison of strains (flat bottom, 1000 kg).

パン中点の断面の下端より 6 cm の位置での軸ひずみの応答を示したものである。重錘の加速度による衝撃力の最大値は、土圧による衝撃力の最大値の約 1.4 倍であるにもかかわらず、Case 4 に対するひずみの最大値は、土圧による衝撃力を用いた Case 1, 2 および 3 に対する最大値よりかなり小さくなっている。この場合、ひずみの最大値では Case 3 が実測値に近いといえる。

以上、覆工屋根の動的挙動の解析結果と実験結果の比較を数例示したが、他の落下条件の場合においても同様に、土圧による衝撃力を荷重として用いた解析結果が、実験結果とよく一致することを確認している。また、実測値の最大値とよく一致する解析結果は、衝撃力を 100 cm×100 cm の範囲から 200 cm×200 cm の範囲に等分布荷重として作用させた場合であることが明らかとなった。なおこれは、実験において測定された正規分布状の土圧分布域⁹⁾よりやや狭い範囲であった。また、重錘の加速度による衝撃力を荷重とした場合には、解析波形が実測波形と全く異なり、その最大値も実測値よりかなり小さいことが判明した。

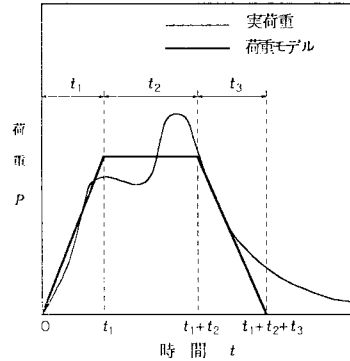


Fig. 12 Model of impulsive load.

4. 落石の衝撃荷重特性および衝撃係数

(1) 衝撃力のモデル化

土圧による衝撃力は、Table 1 に示したように重錘の質量、底面形状および落下高さなどにより、いろいろな波形パターンを示す。しかし、すべての波形は、(i) 立ち上がってから、その上昇を一応終了するまでの上昇部分、(ii) 上昇を終了してから減衰を始めるまでの平衡部分、および (iii) 減衰を始めてから零になるまでの減衰部分、と大きく 3 つの部分に分けられる。これを、

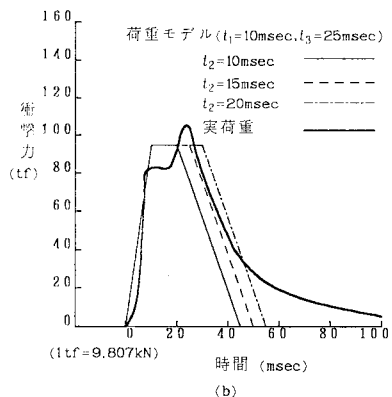
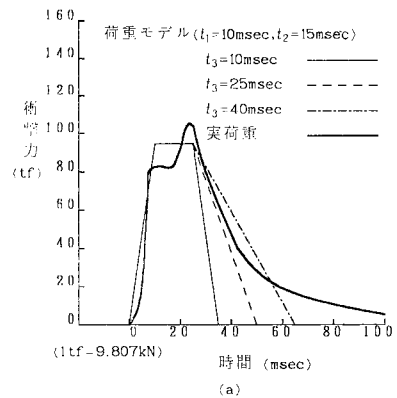


Fig. 13 Parameters in impulsive load.

Fig. 12 に示すような時間 t_1 , t_2 および t_3 をパラメータとする台形波形でモデル化することを試みた。なお、減衰部分は、減衰の初期の傾きに沿って直線的に減衰するものとし、平衡部分での衝撃力の大きさの取り方については、さらに検討の余地があるが、ここではこの区間での平均値を用いることにする。これにより、全力積量を大きく支配するこの区間の力積量を実測量とほぼ等しく置くことができる。

Fig. 13(a) は衝撃波形モデルの t_3 の影響を調べるために、Fig. 4 に示した落下高さ 15 m で質量 3 000 kg の球底の重錘に対する衝撃力波形を、最大衝撃力として水

平部分の平均値である 95 tf(932 kN) をとり、 $t_1=10$ ms, $t_2=15$ ms と一定にし、 t_3 のみが 10, 25 および 40 ms と異なる 3 種にモデル化したものである。Fig. 14(a) は、このようにモデル化された荷重を覆工屋根の中央 200 cm×200 cm の範囲に等分布荷重として作用させた場合の覆工屋根中央点におけるたわみの応答計算結果を示したものである。これより、 t_3 が変化しても、応答の最大値にはほとんど変化がなく、最大値以後の挙動のみがわずかに異なることがわかる。重錘質量、底面形状および落下高さ別に測定波形より読み取った t_3 は、落石条件の相違による特別な傾向は認められず、20~30 ms の範囲の値であった。また、応答の最大値が t_3 の大きさにほとんど影響しないことより、重錘質量、底面形状および落下高さによらず平均的な値である $t_3=25$ ms を用いることにする。

同様に、Fig. 13(a) に示した t_1 のみが 5, 10, および 15 ms と変化させ、 $t_2=15$ ms, $t_3=25$ ms と一定にしたモデルを用いた場合についても応答計算を行ったが、 t_1 が大きいほど、応答の最大値に達するまでの時間が長くなるのみで、最大値の相違はほとんど認められなかった。また、 t_1 は重錘質量や落下高さによらず、8~

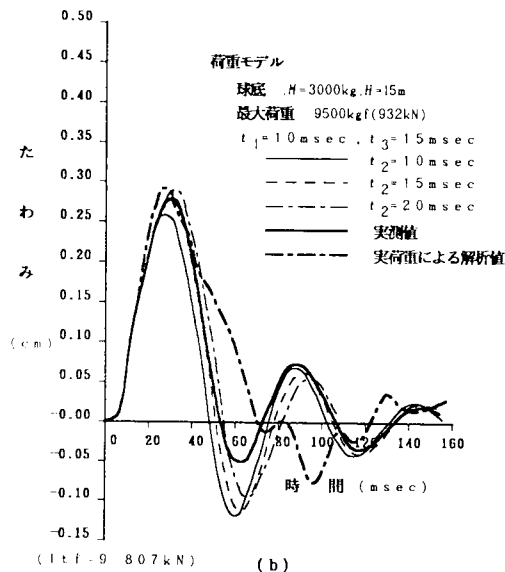
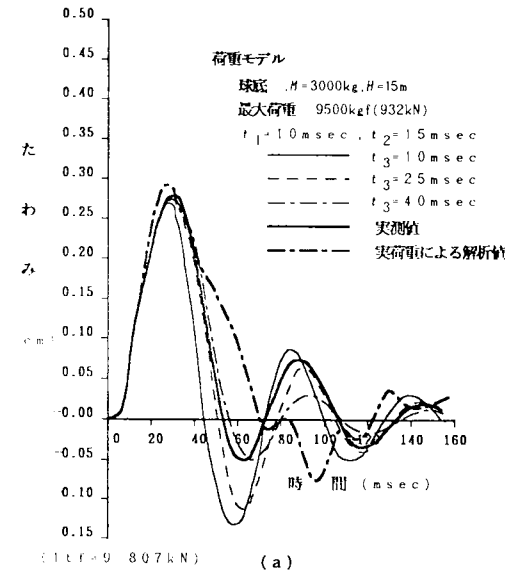


Fig. 14 Effect of t_2 and t_3 on response.

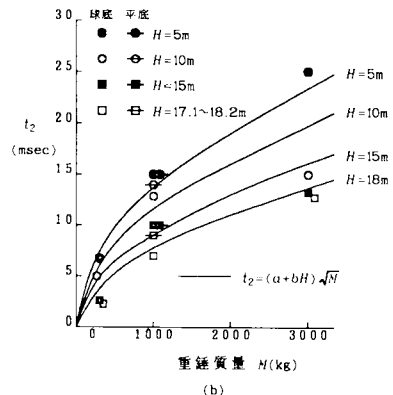
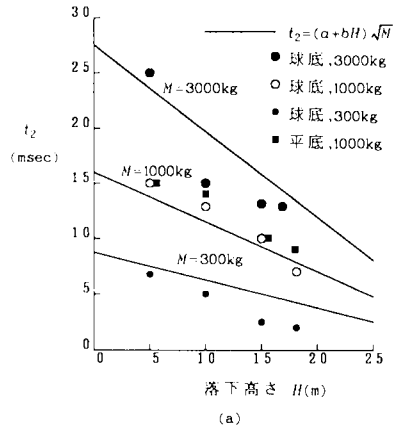


Fig. 15 t_2 and falling conditions.

13 ms の範囲にあるため、その平均的な値である $t_1=10$ ms を用いることにする。しかし、Fig. 13(b) に示すように、 t_2 のみが 10, 15 および 20 ms と異なるモデルを用いた場合は、Fig. 14(b) に示すように、 t_2 の増加に伴い、最大値に達するまでの時間が長くなるとともに、最大値も大きくなるのがわかる。

以上の結果より、 t_1 および t_3 は応答の最大値に与える影響はほとんど認められず、 t_1 は応答波形の位相に影響し、 t_3 は最大値に達した後の挙動に影響するのみであり、応答の最大値に与える影響が最も大きいのは t_2 であることが明らかとなった。

Fig. 15(a) は同一の重錘落下条件で得られた土圧による衝撃力の平均的波形に対して、重錘質量をパラメーターとして、落下高さ h と t_2 の関係を示したものであり、Fig. 15(b) は、落下高さをパラメーターとして、重錘質量と t_2 の関係を示したものである。これより落下高さが大きいほど t_2 が小さく、重錘質量が大きいほど t_2 が大きいことがわかる。また、重錘形状が異なっても t_2 にほとんど影響しないことがわかる。ここで、落下高さ H (m) と t_2 には線形関係が成立し、重錘質量 M (kg) の 1/2 乗と t_2 の間にも線形関係が成立すると仮定すると、 t_2 は次式で表わされる。

$$t_2 = (a + bH)\sqrt{M} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 a, b は定数であり、 $a=0.5, b=-0.014$ が得られた。

(2) 衝撃係数

衝撃係数 i は、衝撃荷重の最大値を静的に作用させた場合の変位 (またはひずみ) を δ_s とし、衝撃荷重を動的に作用させた場合の最大変位 (または最大ひずみ) を δ_D としたとき、

$$i = \frac{\delta_D - \delta_s}{\delta_s} \dots\dots\dots (4)$$

にて表わされるものとする。また、 $1+i$ を動倍率とよぶことにする。

Table 2 は、実際の落石覆工の状態に、より近いと思われる 3 本の PC 桁を有する覆工屋根 (幅員 6 m) に対し、質量 3000 kg の球底の重錘を高さ 15 m より落下させた場合のモデル化された衝撃荷重による応答解析結果

を示したものである。なお、衝撃荷重の最大値は、Fig. 13 で示したものと同一 95 tf (932 kN) とした。表中 Case 1 は、覆工屋根中央に衝撃力を集中荷重として作用させた場合であり、Case 3 は、覆工屋根中央の 200 cm×200 cm の範囲に等分布荷重として作用させた場合である。なお、 t は衝撃力の全作用時間 $t=t_1+t_2+t_3$ であり、 T は覆工屋根の解析より得られた一次固有周期である。

集中荷重の場合 (Case 1) は等分布の場合 (Case 3) より動倍率が約 5 % 小さいが、動的最大たわみは集中荷重の場合の方が約 11 % 大きいことがわかる。また、両者の応答波形の傾向には有意な差は認められなかった。先に述べた実験および解析結果の比較検討により、より厳密には、解析において、実際の上圧分布に対応した荷重分布を考慮した方がよいと考えられるが、落石荷重を集中荷重として取り扱っても動倍率の相違が比較的小さいため、以後の衝撃係数の検討は集中荷重を用いて行うことにする。

Table 3 は、質量の 3000 kg の球底の重錘を高さ 15 m より落下させた場合について、Table 2 と同様 3 本の PC 桁を有する覆工屋根を対象とし、PC 桁の高さが 64 cm の場合 (Section 1) のほかに 94 cm (Section 2) の 2 種類の断面に対し、スパン長を 6 m, 8 m および 12 m と変化させた 6 つの場合の応答解析結果と Fig. 16 に示される桁高 64 cm, スパン長 6 m で、さらに実際の落石覆工の状態に近い、5 本の PC 桁を有する幅員 10 m の覆工屋根の応答解析結果を示したものである。なお、 T' は、覆工屋根を単純ばりと仮定した場合に対する一次の固有周期であり、次式で与えられるものである。

$$T' = 2\pi \left(\frac{l}{\pi}\right)^2 \sqrt{\frac{\rho A}{EI}} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 π は円周率、 l はスパン長、 ρ は密度、 A は断面面積、 E はヤング率、 I は断面二次モーメントである。

Section 1 と Section 2 においてスパン長が大きくなると、動的最大たわみは増加している。しかし、動倍率は桁高が小さく、曲げ剛性が小さい Section 1 の場合、スパン長が小さくなると動倍率が増加しているのに対して、桁高が大きく、曲げ剛性が大きい Section 2 の場合、スパン長が 6 m のものとスパン長 8 m のものでは、動

Table 2 Analytical results of models.

重錘落下条件		荷重条件		断面形状			
球底 質量 $M=3000$ kg 落下高さ $H=15$ m PC 屋根中央に落下		最大荷重 $P_{max}=95000$ kgf (932kN) $t_1=10.0$ msec $t_2=15.9$ msec $t_3=25.0$ msec					
	荷重形態	静的たわみ (mm)	動的最大たわみ (mm)	動倍率	衝撃係数	t/T	
Case 1	中央集中荷重	1.870	2.589	1.380	0.380	0.859	
Case 3	等分布荷重	1.590	2.310	1.453	0.453	0.859	

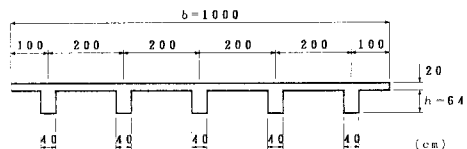


Fig. 16 Rock-shed roof (Section 3).

Table 3 Loading types and impulsive coefficients.

スパン長 (m)	Section 1 (h=64cm)			Section 2 (h=94cm)			Section 3
	6	8	12	6	8	12	6
弾的たわみ (mm)	1.870	3.682	10.022	0.770	1.544	3.811	1.886
動的最大たわみ (mm)	2.580	4.200	6.080	1.042	2.127	3.948	2.440
動倍率 i	1.380	1.141	0.607	1.353	1.378	1.036	1.29
衝撃係数 i	0.380	0.141	-0.393	0.353	0.378	0.036	0.290
固有振動数 (Hz)	10.88	9.67	4.25	27.76	16.29	7.37	18.12
固有周期 (msec)	59.24	103.41	235.29	36.02	61.38	135.72	55.19
応答作用時間 t (msec)	50.9	50.9	50.9	50.9	50.9	50.9	50.9
t/T	0.859	0.492	0.216	1.41	0.829	0.375	0.922
はりの固有振動数 (Hz)	20.06	11.29	5.02	30.92	17.39	7.73	20.06
はりの固有周期 T' (msec)	49.85	88.57	199.2	32.34	57.50	129.4	49.85
t/T'	1.021	0.575	0.256	1.574	0.885	0.393	1.021

動倍率は Section 1 および Section 2 に比べ、やや安全側となっていることがわかる。以上の検討より、落石覆工屋根の衝撃係数は断面の剛性、スパン長等により異なるが、最大で 0.4 程度であり、Fig. 17 の太い実線で示される次式で評価できると考えられる。

$$\left. \begin{aligned}
 i &= 0 & (t/T \leq 0.3) \\
 i &= t/T - 0.3 & (0.3 \leq t/T \leq 0.7) \\
 i &= 0.4 & (0.7 \leq t/T)
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

なお、 t/T の代わりに t/T' を使用しても安全側の評価となる。

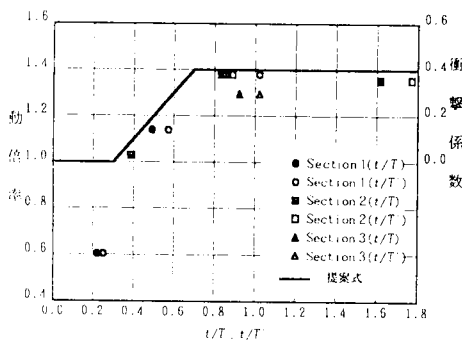


Fig. 17 Natural periods and impulsive coefficients.

倍率にはほとんど相違が認められず、むしろスパンの短い前者の方が、やや動倍率が小さいことがわかる。また、幅員がスパン長の 1.67 倍と幅員が大きい Section 3 では動倍率は Section 1 よりやや小さいことがわかる。

Fig. 17 では、Table 3 に示した 6 つの場合について、覆工屋根の一次固有周期 T および T' に対する荷重の作用時間 $t = t_1 + t_2 + t_3$ の比、 t/T および t/T' と動倍率の関係についてプロットしたものである。●印および■印は、それぞれ、Section 1 および Section 2 に対する t/T を、また、○印および□印は、同様に t/T' を用いて示したものである。動倍率は、 t/T が 1.0 程度までは、単調に増加し、 t/T が 1.0 程度で最大値 1.4 程度に達したあと、ごく緩やかに減少しており、異なった 2 種の断面に対してもほぼ同じ値をとることがわかる。このように、横軸に荷重の作用時間と覆工屋根の一次固有周期の比をとることにより、一般性のある覆工屋根の動倍率を推定することができる。また、覆工屋根を単純はりとして、 t/T' で動倍率を評価した場合は、 T' が T より小さくなる傾向にあるため、動倍率は安全側となることがわかる。さらに、Fig. 17 で▲印および△印で示されるものは、Section 3 についての結果をおの t/T および t/T' に対して示したものであり、

5. あとがき

本研究においては、落石覆工屋根上への落石実験を行い、落石による衝撃力特性および覆工屋根の動的挙動を実験的に明らかにし、動的応答解析結果との比較により、土圧による衝撃荷重のモデル化を行った。そのモデルを用いて、より一般的な落石覆工屋根の動的挙動を解析し、衝撃係数について検討した。

これらの検討の結果、以下の結論を得た。

- (1) 重錘の加速度より得られる衝撃力を用いて動的応答解析した場合と土圧をその作用域で積分して得られる衝撃力を用いた場合では、覆工屋根の動的挙動解析結果は大きく異なり、後者によるものが実験値によく一致する。
- (2) 土圧による衝撃力を 100 cm × 100 cm から 200 cm × 200 cm の範囲で等分布する荷重として作用させた場合、応答の最大値は実験値と一致する。
- (3) 土圧による衝撃荷重波形は、重錘の種類、落下高さ等により異なるが、台形モデルにより精度よく近似できる。
- (4) モデル荷重における t_2 は、重錘質量が大きいほど、また落下高さが小さいほど大きく、応答の最大値への影響が大きい。
- (5) 本研究で用いたような落石覆工屋根の動倍率は衝撃荷重の作用時間 t と覆工屋根の一次固有周期 T の比で評価でき、 t/T の増加とともに動倍率は増加するが、その値は 1.4 を越えることはない。

(6) 落石覆工の設計には、 t/T あるいは t/T' を用いた式 (6) で与えられる衝撃係数が推奨される。

今後は、本研究の対象とした覆工屋根と異なる構造での動的挙動および衝撃係数について検討するとともに、応答を考慮した衝撃力の大きさの評価、サンドクッション材の種類による衝撃力特性を考慮した設計式の検討等が必要であると考えている。

本研究は昭和58～59年度文部省科学研究費（試験研究Ⅱ）による研究結果をまとめたものである。なお、本研究を進めるにあたり、金沢大学助教授 梶川康男氏にご協力頂いた。また、本研究のデータ整理および解析には、金沢大学電子計算機センターのFACOM M-170Fを用いた。

参 考 文 献

- 1) 鋼材倶楽部：新しい落石覆いの開発に関する研究，鋼材倶楽部，研究報告書，1973-4.
- 2) 吉田 博・竹島 忠・古市進作・石塚賢吉：ロックシェッド上の落石による衝撃力の推定に関する実験，道路，pp.35～41，1976-10.
- 3) 吉田 博・細川 豊・石塚賢吉：落石によるロックシェッドの動的効果に関する実験，道路，pp.54～58，1977-8.
- 4) 吉田 博・石塚賢吉・細川 豊：ロックシェッド上の落石による衝撃力の推定法に関する研究，道路，pp.38～43，1978-2.
- 5) 建設省土木研究所動土質研究室：敷砂上の落石による衝撃力に関する実験報告書，土木研究所資料，1822号，1982-3.
- 6) 吉田 博・榎谷 浩：落石の衝撃力実験結果と各種推定式の関連について，第一回落石の衝撃力およびロックシェッドの設計に関するシンポジウム論文集，pp.9～16，1983-7.
- 7) 佐々木康・古賀泰之：敷砂上の落石の衝撃力に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No.40，pp.127～137，1983-12.
- 8) 金沢大学工学部土木工学科構造力学研究室：防護覆い上への落石による衝撃力の推定に関する研究，落石実験報告書，1984-1.
- 9) 吉田 博・榎谷 浩・鈴木哲次：敷砂上の落石の衝撃加速度と衝撃土圧に関する実験的研究，土木学会論文集，No.352，pp.61～70，1984-12.
- 10) 日本道路協会：落石対策便覧，日本道路協会，1983-7.
- 11) Bathe, K. J. and Wilson, E. L. (菊地文雄訳)：有限要素法の数値計算，科学技術出版社，pp.345～585，1979.
- 12) Desai, C. S. and Abel, F. J. (山田善之訳)：マトリックス有限要素法，科学技術出版社，pp.359～410，1974.
- 13) Clough, R. W. and Penzien, J. (大崎順彦・渡部 丹・片山恒雄訳)：構造物の動的解析，科学技術出版社，pp.149～258，1978.
- 14) 振動工学ハンドブック編集委員会編：振動工学ハンドブック，養賢堂，pp.239～292，1981.

(1985.3.18・受付)